

# 円形断面鋼製橋脚の縦方向補剛材による最適補強に関する検討

渡邊 英一\*、杉浦 邦征\*\*、北沢 正彦\*\*\*、堀江 佳平\*\*\*\*、坂平 佳久\*\*\*\*\*

\*Ph. D. 京都大学教授 工学研究科土木工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

\*\*Ph. D. 京都大学助教授 工学研究科土木システム工学専攻 (〒606-01 京都市左京区吉田本町)

\*\*\*工修 阪神高速道路公団課長 工務部設計課 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3 大阪センタービル)

\*\*\*\*工修 阪神高速道路公団係長 工務部設計課 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3 大阪センタービル)

\*\*\*\*\*工修 大林組 (〒101 東京都千代田区神田司町 2-3)

本研究では、縦方向補剛材による円形断面鋼製橋脚の合理的耐震補強法を確立するため、円形断面鋼製橋脚の耐震性能を支配する多くの構造寸法パラメータと強度・変形能との関係を、弾塑性有限変位解析によるパラメトリック解析とニューラルネットワークを用いて評価した。ニューラルネットワークを利用して最大耐荷力および95%耐力時の変位が特に精度よく予測可能であることが明らかになった。塑性率5程度を耐震設計上必要とされる変形能と考えると、軸力比が降伏圧縮力の15%程度までならば、15~20の径厚比の鋼管を縦方向補剛材によって補強する必要はない。しかし、35~50の径厚比では、軸力比、細長比の大きな橋脚柱に対しては縦方向補剛材により補強する必要があり、本数および幅厚比の設定には注意しなければならない。

Key Words : Circular steel bridge pier, Stiffeners, Strength, Ductility, Neural network

## 1. はじめに

兵庫県南部地震では、橋梁構造物に大きな被害が発生し、比較的じん性の高いと考えられていた鋼橋にも多くの損傷が発生し、特に、円形断面鋼製橋脚の損傷が著しかった<sup>1), 2), 3)</sup>。これらの被災を踏まえ、新設橋脚の耐震設計や既設橋脚の耐震補強のため、鋼製橋脚の載荷実験が数多く実施されている。

1980年代後半より、鋼製橋脚の耐震性に関する研究は、国内の大学・研究機関で数多く行われている。特に、鋼薄肉はり一柱の繰り返し荷重-変形挙動についての実験的研究では、断面を構成する板・シェル要素の座屈と曲げ耐荷力の関係が検討されてきた。一方、鋼製橋脚の耐震設計法を確立するために、橋脚全体を対象とした柱部材に上部構造物の重量を想定した鉛直荷重と地震力を想定した水平荷重を載荷して、橋脚全体系が保有する水平耐荷力と変形能についても検討されてきた。

これまでの研究で対象とされている鋼製橋脚の断面形状は、そのほとんどが薄肉箱型断面である。これに対して実際に建設されている鋼製橋脚には箱型断面だけでなく、円形断面を有するものも一般的であり、特に都市高速道路が整備され始めた時期に建設された橋脚の中には、円形断面鋼製橋脚柱が多い。そこで、渡邊らは、鋼薄肉円形断面圧縮柱の単調及び繰り返し曲げ載荷実験を行い、箱型断面柱とは異なる強度、変形能、および劣化特性を有することを指摘している<sup>4), 5), 6)</sup>。兵庫県南部地震では、実際にこれらの崩壊過程が観測された。そ

の後、円形断面鋼製橋脚の地震時挙動に関する研究も活発に行われ、その被災原因などについての検討も進められている<sup>7), 8), 9)</sup>。

一般に、補剛構造は、薄肉断面の構造物に特有な局部座屈現象を補剛材によって防止し、弾性設計上、経済性に優れた薄肉断面の使用を可能にするとともに、特に橋梁をはじめとする大規模な土木構造物の設計を合理的なものにしている。しかし、弾性限を超える挙動に関しては何ら保証していない。厚肉化によって建築構造のような変形能の高い構造物となる一方、十分に補剛した薄板を使用しても強度及び変形能が向上することは明らかである<sup>10)</sup>。多くの構造寸法パラメータが補剛板の座屈に影響するため縦横補剛板パネルの耐震上最適な設計がどのようなものか詳細な検討が必要である。

本研究では、円形断面鋼製橋脚の合理的耐震設計・耐震補強のため、構造寸法パラメータと強度・変形能との関係を、弾塑性有限変位解析により明らかにする。円形断面においては、圧縮を受ける薄板要素に応力勾配が存在するため、箱型断面の圧縮補剛板に対して設定している補剛材の必要剛比をダイレクトに適用することはできない。したがって、その幅厚比および細長比をパラメトリックに変化させ、多くの解析を行い、これらの結果をニューラルネットワークにより学習させ、実用的なパラメータの範囲内で強度および変形能の評価を行う。この強度および変形能評価に基づき、耐震補強に必要な合理的な縦方向補剛材寸法について検討する。

## 2. 解析方法およびモデルの設定

本研究では、縦方向補剛材により補強した円形断面鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析を、汎用有限要素解析コード ABAQUS<sup>11)</sup> により行った。解析モデルを図-1 に示す。

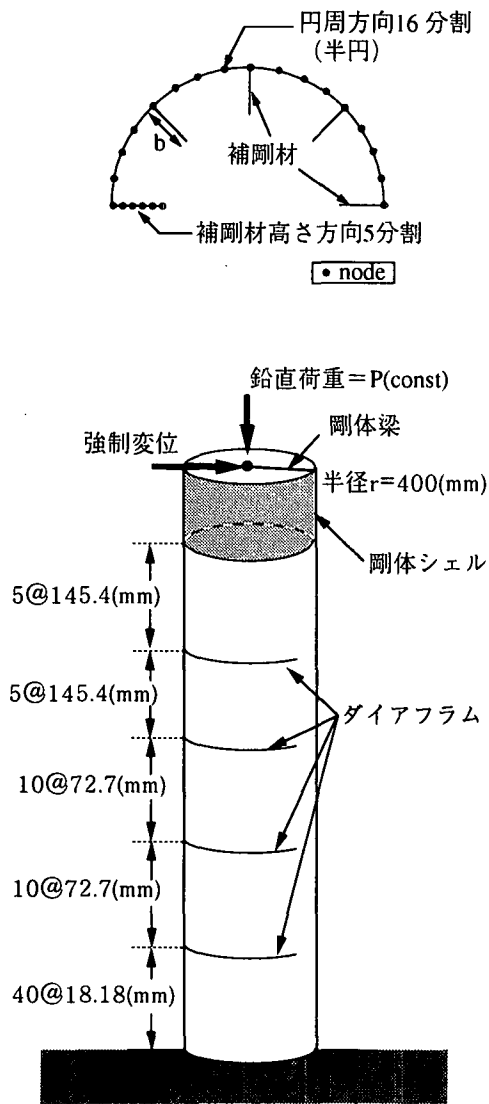


図-1 解析モデル

解析モデルは、鋼管の板の中立軸の位置にシェル要素を配置して要素分割した。ここで、シェル要素には、膜ロッキング現象を防ぐため、低減積分・アワーグラス制御を取り入れた4節点4辺形要素(S4R)を使用した。この要素は、曲げに対する横方向のせん断変形を考慮し、薄肉のシェルとしても厚肉のシェルとしても使用可能である。また、この要素は、有限の膜ひずみを考慮しており、1節点あたり6自由度を有する。水平荷重の作用線と部材軸がなす平面に対して、橋脚柱は左右対称であるとして1/2対称モデルにより解析を行った。さらに、鋼製橋脚の基部から最下端のダイアフラムの間は局部座屈を精度よく表現するため、高さ方向に40分割した。円周方向には32分割した。さらに、鋼管部、補剛材部ともに曲げに対する精度を向上させるため、シェル要素

の板厚方向の分割(厚さ方向の積分点数)を10分割した。また、水平・鉛直荷重載荷部分には、鋼管および縦方向補剛材の上部に同形の剛体板要素を取り付け、さらに最上部の対称面上に二つの剛体梁要素連結して配置した。この剛体梁の中央の節点に鉛直荷重を導入し、橋脚柱に軸圧縮力を導入した。さらに、この節点に強制水平変位を与えて解析を行った。境界条件としては、柱の下部端の断面では円周方向に沿って完全固定、対称面において対称条件を設定した。

鋼材(SM490)の応力-ひずみ関係は、実験供試体<sup>12)</sup>製作時に用いた鋼板から切り出した引張試験片に対して行った単調引張試験結果を基に、数値解析の便宜上図-2に示すようにいくつかのセグメントに分割した区分的線形式で定義した。この公称応力-工学ひずみ関係を次式により真応力-対数ひずみ関係に変換して、弾塑性有限変位解析に用いた。

$$\epsilon_t = \ln(1 + \epsilon_n) \quad (1a)$$

$$\sigma_t = \sigma_n(1 + \epsilon_n) \quad (1b)$$

ここで、 $\epsilon_t$  : 対数ひずみ

$\sigma_t$  : 真応力

$\epsilon_n$  : 工学ひずみ

$\sigma_n$  : 公称応力

である。

弾塑性構成則には、ミーゼス降伏関数および関連流れ則を用いて、材料のひずみ硬化に対しては等方硬化則を採用した。補剛材の溶接による残留応力として溶接線に沿って $\sigma_y$ の引張応力、その他のシェル部には $0.3\sigma_y$ の圧縮応力を導入した。ただし、初期変形の影響は無視した。

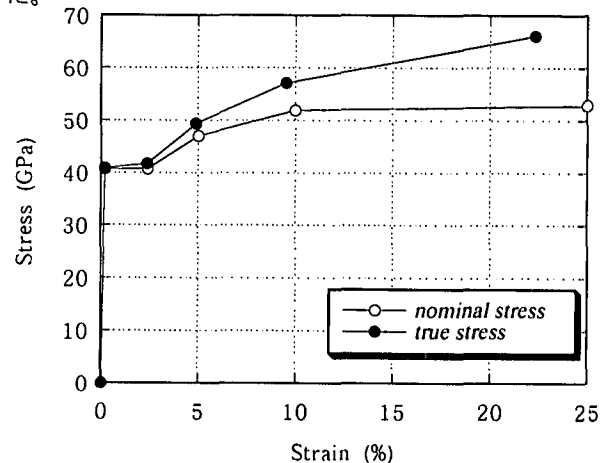


図-2 解析に用いた鋼材の応力-ひずみ関係

## 3. 縦方向補剛材による補強効果の検討

補剛材を有する円形断面鋼製橋脚に水平荷重を単調に載荷した時の弾塑性挙動解析を、円形断面の径厚比、橋脚柱の軸力比・細長比、縦方向補剛材の幅厚比・本数を基本パラメータとして行い、断面の厚肉化もしくは縦方向補剛材による橋脚の補強効果についてそれぞれ検討した。

### 3.1 解析ケースの設定

円形断面の径厚比( $r/t$ )を 15, 20, 35, 50 の 4 種類、橋脚柱の細長比( $\lambda$ )を 0.3, 0.4, 0.5 の 3 種類、軸力比( $P/Py$ )を 0.075, 0.15 の 2 種類、補剛材の幅厚比( $Rp$ )を 0.3, 0.5, 0.8 の 3 種類、その本数( $n$ )を 0, 4, 8 本の 3 種類に対して、合計 168 ケースの橋脚モデルを設定した。ここで、補剛材の幅厚比は、3 辺単純支持・1 辺自由の圧縮板の無次元幅厚比であり、また、円形断面につける補剛材に対しては、箱型断面の圧縮補剛材の力学特性を左右するような補剛材の必要剛比が明確に規定できないので、本研究では、鋼管部分と縦方向補剛材部の相対的な剛性を一定にするため、円形断面を図-3 に示すように展開し、一枚の補剛材と仮定し、補剛材と同様に T 型断面の補剛材の細長比を設定した。なお、本解析では、この補剛材の細長比( $\lambda_s$ )を実験供試体のそれと同じく 0.78 とした。

なお、解析では、水平方向の強制変位 ( $\delta$ ) を初期降伏水平変位 ( $\delta_y$ ) の 10 倍まで与えた。また、それぞれの解析ケースにおける強度・変形能を相対的に評価するため、解析結果は、水平変位 ( $\delta$ ) および水平荷重 ( $H$ ) を、それぞれ軸力を考慮した初期降伏水平変位  $\delta_y$ 、初期降伏水平荷重  $H_y$  により無次元化した。

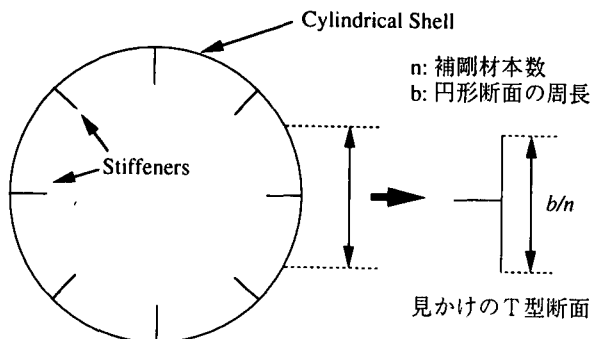


図-3 補剛材の細長比算定に用いた T 型断面

### 3.2 補剛材寸法の違いによる荷重-変形関係の比較

図-4~11 に軸力比が 0.15 で、各径厚比・細長比に対する縦方向補剛材の幅厚比およびその本数が異なるケースの荷重-変形曲線の比較結果の一例を示す。どの比較結果においても、荷重-変形曲線の初期の線形関係は、補剛材のないケースが、最もよく持続しており、補剛材 4 本のケースが比較的早い段階で耐力上昇率が小さくなっている。補剛材の溶接による残留応力の影響はあるものの、補剛材の配置法による断面性能の違いによるものと考えられる。つまり、補剛材本数が多いほど、無補剛の円形断面に断面性能が近づくと考えられる。

径厚比が 15 のケースでは、初期降伏後ほぼ 10 $\delta_y$  まで徐々に耐力は上昇している。ただし、細長比が 0.525 のケースにおいては、補剛材のある・なしにかかわらず耐力が微少ではあるが低下している。また、補剛材の有無による荷重-変形関係に違いが生じるのは極めて大き

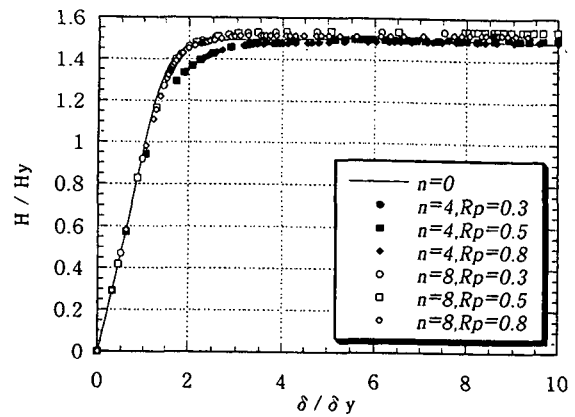


図-4 補強効果の比較 ( $r/t=15, \lambda=0.42, P/Py=0.15$ )

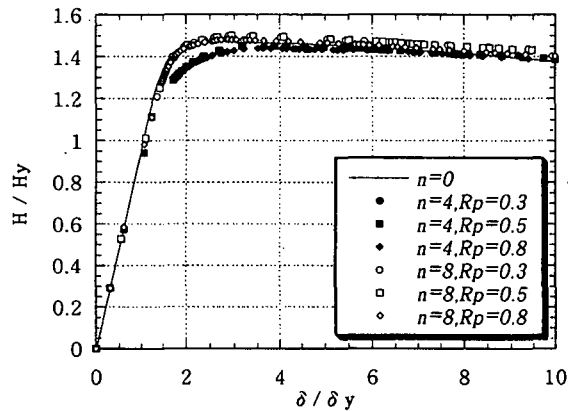


図-5 補強効果の比較 ( $r/t=15, \lambda=0.525, P/Py=0.15$ )

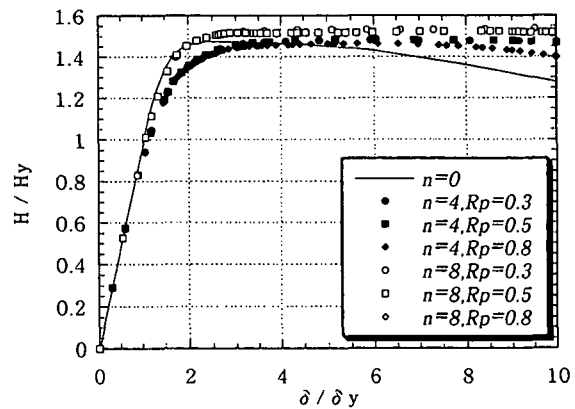


図-6 補強効果の比較 ( $r/t=20, \lambda=0.42, P/Py=0.15$ )

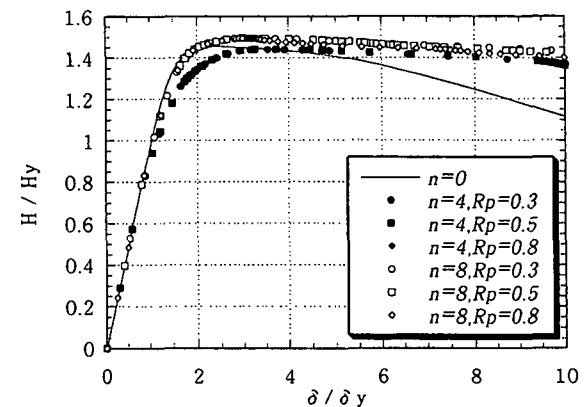


図-7 補強効果の比較 ( $r/t=20, \lambda=0.525, P/Py=0.15$ )

な変位に至ってからである。したがって、 $10\delta y$  程度の水平変位に対しては、補剛材寸法および本数は、荷重-変形曲線に影響を及ぼさないことが分かる。すなわち、径厚比が 15 の鋼管は、非常に厚肉なため局部座屈は非常に発生しにくく、全体座屈および塑性曲げ耐力が橋脚柱の水平耐力を支配し、補剛材による補剛効果が期待できないためと考えられる。

次に、径厚比が 20 のケースについては、細長比や軸力比が大きいと、補剛材がなければ  $4\sim 5\delta y$  の水平変位以後の耐力低下が顕著となる。これに対し、補剛材があれば、強度低下はゆるやかであり、径厚比が 15 のケースとほぼ同等な荷重-変形曲線が得られる。一方、 $10\delta y$  程度の水平変位に対しても補剛材の幅厚比および本数の影響は小さく、荷重-変形曲線の形状が極端に変わることはない。

径厚比が 35 のケースについては、細長比や軸力比にかかわらず、補剛材がなければ最大耐力点以後の耐力低下がさらに顕著となる。一方、補剛材があれば、 $4\sim 5\delta y$  の水平変位までであれば強度低下はゆるやかで、補剛材の幅厚比および本数に関係なく径厚比が 15 のケースとほぼ同等な荷重-変形曲線が得られる。しかし、補剛材本数によって最大耐力に差を生じる。また、 $4\sim 5\delta y$  以上の水平変位に対しては耐力の低下が著しくなり、補剛材の幅厚比によっても荷重-変形曲線が異なり、幅厚比を 0.3 程度に制限すると耐力低下に改善が見られる。

径厚比が 50 のケースについても、径厚比が 35 のケースと同様、細長比や軸力比にかかわらず、補剛材がなければ荷重-変形曲線の初期の線形関係を持続しつつ最大耐力点に至って、その直後から著しい耐力低下を生じる。さらに、補剛材があったとしても、約  $2\delta y$  程度の水平変位で最大耐力点にいたり、耐力が低下する。補剛材の幅厚比および本数に関係なく径厚比が 15 のケースとほぼ同等な荷重-変形曲線が得られるのは、この最大耐力点までである。また、最大耐力点以降においては、補剛材の幅厚比によって荷重-変形曲線の形状が異なり、補剛材による補強効果に差が見られる。補剛材本数が 8 本で、その幅厚比を 0.3 程度に制限すると約  $4\delta y$  程度の水平変位まで、径厚比が 15~35 のケースの荷重-変形曲線に相当する補強効果が得られる。

#### 4. ニューラルネットワークによる強度・変形能の推定

3. で行った 168 ケースの橋脚モデルに対する解析結果をニューラルネットワーク構築のための学習データとし、補剛材を有する円形断面鋼製橋脚の単調載荷時における強度・変形能を推定することを試みる。ここでは、学習済みのネットワークを用いて、任意の橋脚モデルの強度と変形能を予測するとともに、ABAQUS による弾塑性有限変位を行い、これらの結果を比較・検討することによりニューラルネットワークによる強度・変形能の推定精度を検証する。

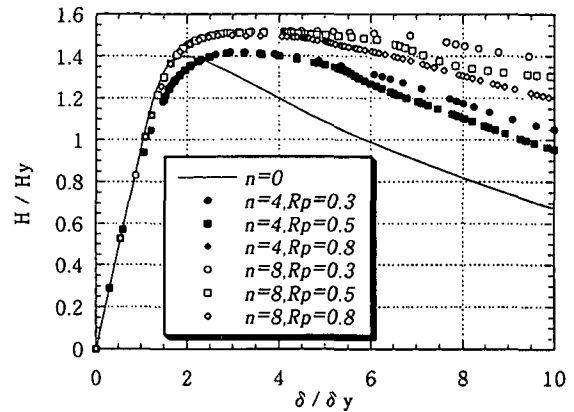


図-8 補強効果の比較 ( $r/t=35$ ,  $\lambda=0.42$ ,  $P/Py=0.15$ )

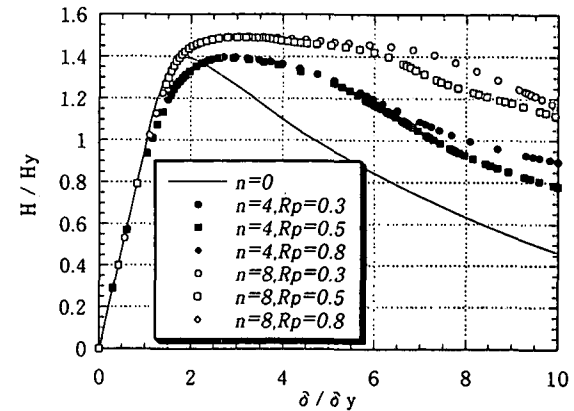


図-9 補強効果の比較 ( $r/t=35$ ,  $\lambda=0.525$ ,  $P/Py=0.15$ )

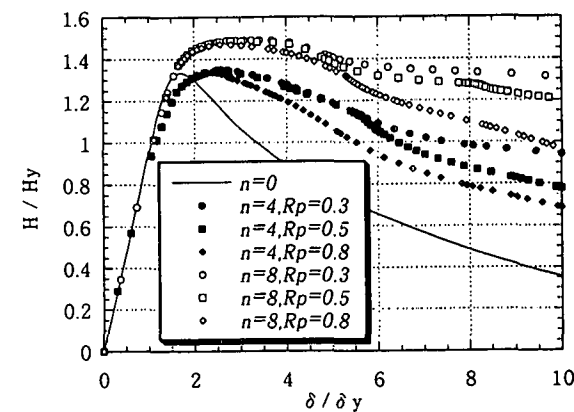


図-10 補強効果の比較 ( $r/t=50$ ,  $\lambda=0.42$ ,  $P/Py=0.15$ )

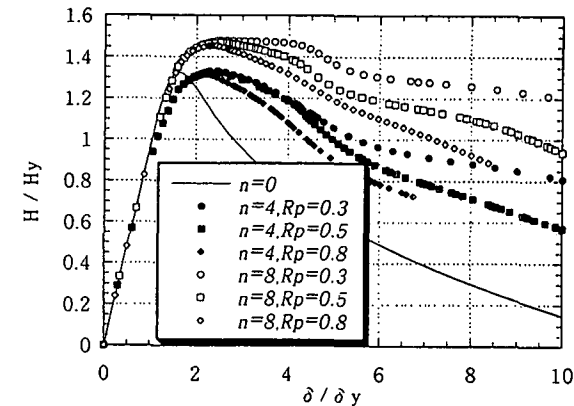


図-11 補強効果の比較 ( $r/t=50$ ,  $\lambda=0.525$ ,  $P/Py=0.15$ )

#### 4.1 ネットワークの構造

図-12に本研究で採用したニューラルネットワークの入・出力関係を示す。ここで、 $H_{max}$ 、 $\delta_{max}$ 、 $\delta_{95}$  および  $J$  は、それぞれ最大水平耐荷力、最大水平耐荷力点における変位、耐力が最大水平耐荷力の95%まで低下した時(95%耐力)の変位および耐力が最大耐力の95%までに低下しないケースに対する出力項である。弾塑性有限変位解析結果において耐力低下が見られず、最大耐力にも至っていないと考えられるケースに対しては、 $10\delta_y$ の時を最大耐力点と仮定し、教師データとしての $\delta_{max}$ は $10\delta_y$ とした。さらに、 $\delta_{95}$ は $12\delta_y$ とした。 $\delta_{95}$ を $10\delta_y$ からかけ離れて大きな値に設定しなかった理由としては、ニューラルネットワークによる予測は学習データに対し内挿する特性があるので未学習データに対する95%耐力時の変位の出力が10からかけ離れた値を出力するものが増えると考えたためである。さらに、このような仮定を用いることにより、95%耐力の有無の判定に利用できる項が2個になるので未学習データに対する結果は、より多くの出力項を参照できるとなり適切な判定が得られると考えられる。なお、無補剛の橋脚に対する補剛材幅厚比の入力値は0とした。

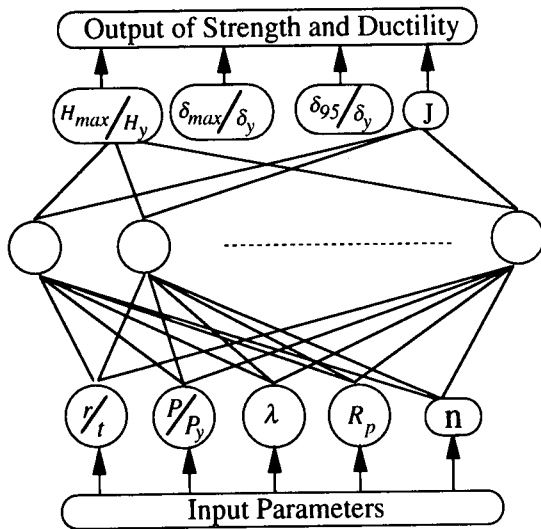


図-12 構築したニューラルネットワーク

#### 4.2 強度・変形能推定の適用性に関する考察

一般に、ニューラルネットワークの中間層のニューロン数(NH)は、入力層のニューロン数の2倍程度がよいとされ、それ以上の数を用いても学習における収束計算の時間が長くなる一方で、予測精度の向上には大きな影響を与えないと言われている<sup>13)</sup>。しかし、本研究で試みたニューラルネットワークは入力層のニューロン数に対し、学習データが非常に多い(168通り)ので、ここでは中間層のニューロン数は30、40、50、55、60と設定しそれぞれのネットワークに対して収束性や未学習データに対する予測誤差を検討した。

収束判定は、次式に示す評価関数(E)の値を用いた。

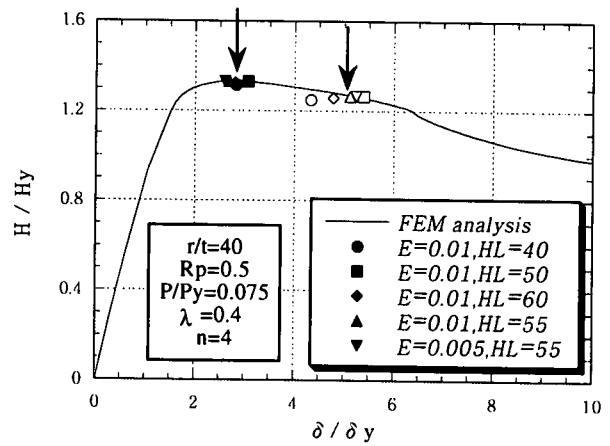


図-13 未学習の解析結果の予測精度 (r/t=40)

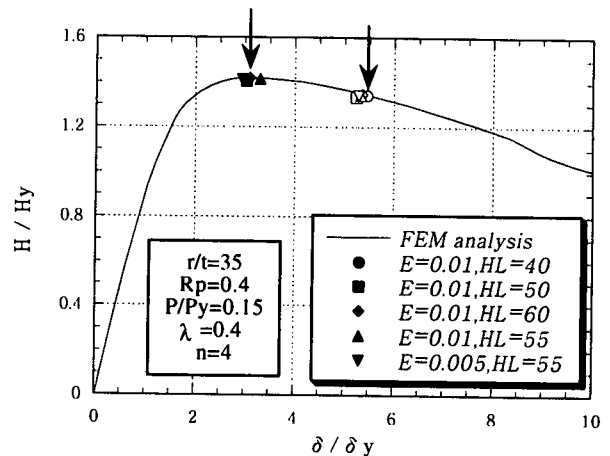


図-14 未学習の解析結果の予測精度 (r/t=35)

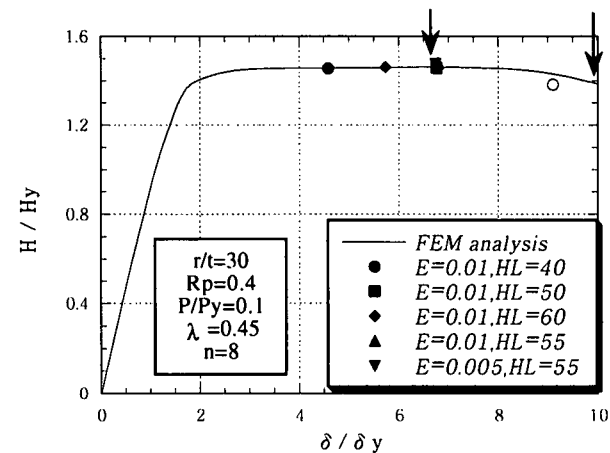


図-15 未学習の解析結果の予測精度 (r/t=30)

表-1 未学習の解析結果に対する予測誤差

HN	E	Hmax	$\delta_{max}$	$\delta_{95}$	J
30	0.01	0.013	0.054	0.023	0.144
30	0.005	0.027	0.124	0.023	0.052
40	0.01	0.012	0.067	0.036	0.059
40	0.005	0.01	0.123	0.027	0.065
50	0.01	0.025	0.059	0.015	0.036
50	0.005	0.045	0.076	0.018	0.028
60	0.01	0.032	0.035	0.044	0.029
60	0.005	0.065	0.036	0.034	0.028
55	0.01	0.009	0.045	0.011	0.035
55	0.005	0.015	0.05	0.017	0.028

ここでは、 $E=0.01, 0.005$  の2通りの収束判定基準を設定し168ケースの解析結果を学習させ、ネットワークを構築した。

$$E=1/2 \sum (O_j - t_j)^2 \quad (2)$$

ここで、 $t_j$  : 教師ベクトル (入力)

$O_j$  : ネットワークの出力ベクトル

である。

中間層のニューロン数 (HL) および収束判定基準 (E) を変えて構築したネットワークによって、例題として取り上げた橋脚モデルの強度および変形能を予測した結果と ABAQUS による弾塑性有限変位解析結果の比較を図-13~15に示す。ここで、グラフ上の矢印は解析によって得られた最大耐力点と95%耐力点である。また、ここでは、ニューラルネットワークによって予測した最大耐力点を黒記号で、95%耐力点を白抜き記号でプロットした。また、これらの未学習の解析結果に対する予測誤差の一覧を表-1に示す。

4つの出力の中で H95 判定の項は95%耐力の有無に関する1つの目安にしかすぎないのでこの項に関しては特に予測精度が優れていなくてもよいと考えられる。中間層のニューロン数が30のネットワークによる予測以外は、学習の対象とした解析結果に対する収束基準がゆるい方が未学習の解析結果に対する予測精度は高くなることがわかる。これは「過学習」による精度低下であると考えられる。また、一般的に中間層のニューロン数が多いほど未学習の解析結果に対する誤差が小さくなる傾向があると言える。しかし、中間層のニューロン数が55と60とを比べるとニューロン数が55の方が予測精度は高い。よって、これ以上に中間層のニューロン数を増やしても予測精度の向上は望めないと考えられる。また、中間層のニューロン数が55において、収束判定基準を変えた2通りの試行を比べると当然のことながら収束基準の厳しい方が学習に用いた解析結果に対する予測精度は高いが、逆に、収束判定基準のゆるい方が未学習の解析結果に対する予測精度は高くなっている。それぞれの出力に対する予測誤差の詳細に比べてみると、H95判定の項以外ではすべての項にわたり  $E=0.01$  の方が精度が高いことがうかがえる。

しかし、図-15に示すケースのように、最大耐力力を維持しつつ大きな変位を許容するような荷重-変形曲線に対する最大耐力点の変位予測には大きな誤差をとまう。しかし、最大耐力力と95%耐力時の変位は比較的精度よく予測されている。荷重-変位曲線の外形から、最大耐力力点以降、耐力が急激に低下するわけではないので95%耐力時の変位をもちいるなり、99%耐力時の変形などを代表させるなどして、変形能の評価は可能である。

## 5. 合理的耐震補強法の検討

前述の比較結果から中間層のニューロン数が55、収束

判定基準が0.01を用いて構築した最適なニューラルネットワークを利用し、縦方向補剛材による最適な補強法を検討する。ここでは、ある径厚比の橋脚モデルに対して断面積、軸力比一定のもと、補剛材の幅厚比および本数を様々に変えて高い耐力・変形能を有する補強法を検討することとした。なお、橋脚柱の高さとダイヤフラム間隔は、それぞれ学習に用いた解析ケースと同じく、4000mm、727mmと一定にしてあるのでこれらの条件を満足するように半径を変えることにより橋脚モデルを設定した。径厚比が35、50および軸力比が0.075、0.15の組み合わせで合計4ケースに対して検討を行った。最大耐力力および変形能の比較結果をそれぞれ図-16~23に示す。一般に、補剛材の幅厚比が小さいほど強度および変形能が向上する傾向がある。また、幅厚比を小さくすることによる最大耐力力および最大耐力点における変位の増加率は、補剛材本数が8本の方が大きく、95%耐力点における変位の増加率は補剛材の本数に関係なく比較的小さい。

径厚比が35、軸力比が0.075のケースでは、補剛材本数が4本ならば補剛材の幅厚比が0.7以下でなければ、同じ断面積の厚肉円形断面の耐力を上回らない。しかし、8本の補剛材を用いれば、幅厚比にかかわらず高い耐力を有する。また、最大耐力点の変位および95%耐力点における変位は、同じ断面積の厚肉円形断面の変位より大きい。最大耐力点において5 $\delta_y$ の変形能が要求されるならば、補剛材本数は8本で、その幅厚比は少なくとも0.4以下でなければならない。軸力比が0.15においては、幅厚比を小さくしても最大耐力点での変位を5 $\delta_y$ 以上とすることはできなく、95%耐力点での変位は、補剛材本数が8本であれば、補剛材の幅厚比が0.8と大きくても、少なくとも6 $\delta_y$ を上回ることがわかる。

一方、径厚比が50のケースに対しては、補剛材本数が4本の場合、最大耐力力は、比較断面である同じ断面積の厚肉円形断面のそれを上回らないが、8本の補剛材を用いれば、補剛材の幅厚比に関係なく、耐力は高い。しかし、最大耐力点における変位は、軸力比が0.075および0.15のケースに対して、それぞれ高々4 $\delta_y$ 、3 $\delta_y$ で非常に低い。また、95%耐力点の変位で5 $\delta_y$ を確保するためには、補剛材本数は8本で、少なくともその幅厚比は0.3以下に制限する必要がある。

以上をまとめると、径厚比が50の円形断面鋼製橋脚に対して5 $\delta_y$ を確保できるよう縦方向補剛材による補強を行う場合、たとえ軸力比が小さくとも最大耐力点を超えて、多少の耐力低下も認めた保有耐力照査を適用しなければならない。また、同様な条件で径厚比が35の橋脚を補強する場合、軸力比が0.075程度であれば補剛材の幅厚比制限は0.4以下、補剛材の本数は8本以上と設定すべきである。さらに、軸力比が大きくなれば、径厚比が50のケースと同様に多少の耐力低下も認めた保有耐力照査を適用すべきである。

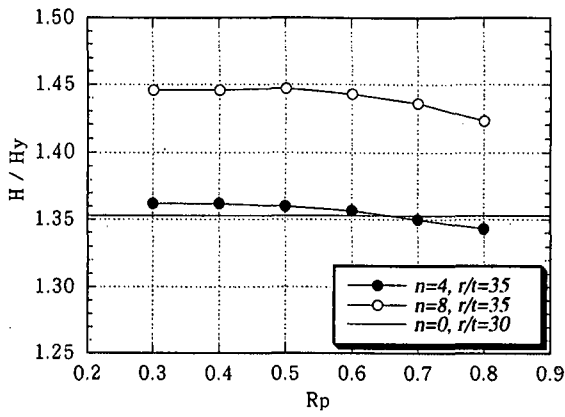


図-1 6 最大耐荷力の比較 (r/t=35, P/Py=0.075)

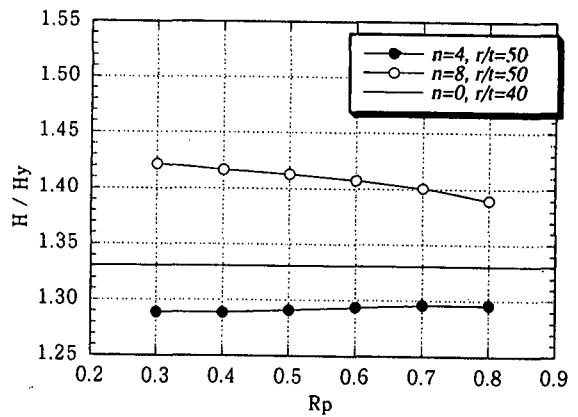


図-2 0 最大耐荷力の比較 (r/t=50, P/Py=0.075)

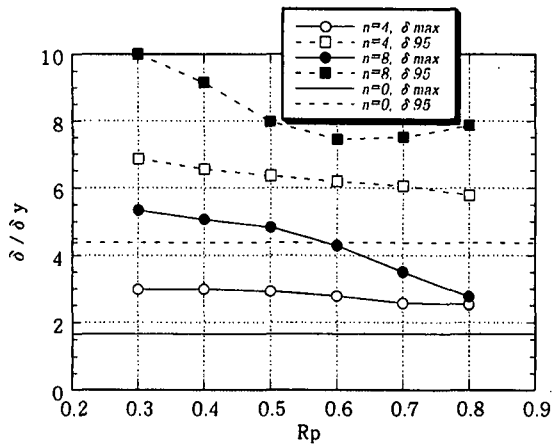


図-1 7 変形能の比較 (r/t=35, P/Py=0.075)

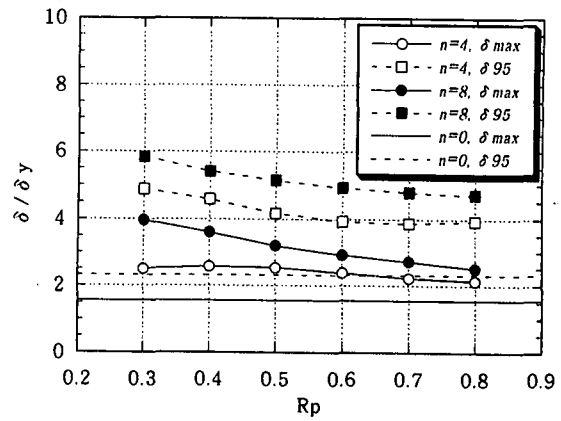


図-2 1 変形能の比較 (r/t=50, P/Py=0.075)

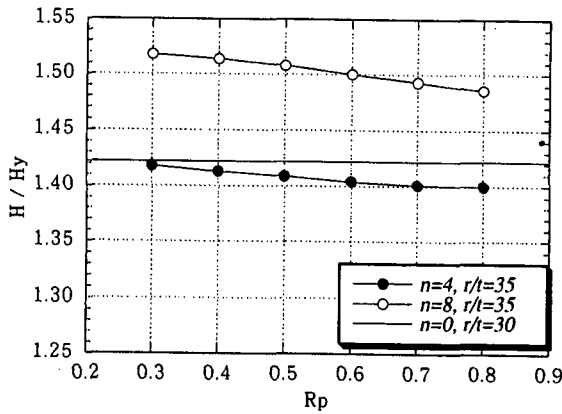


図-1 8 最大耐荷力の比較 (r/t=35, P/Py=0.15)

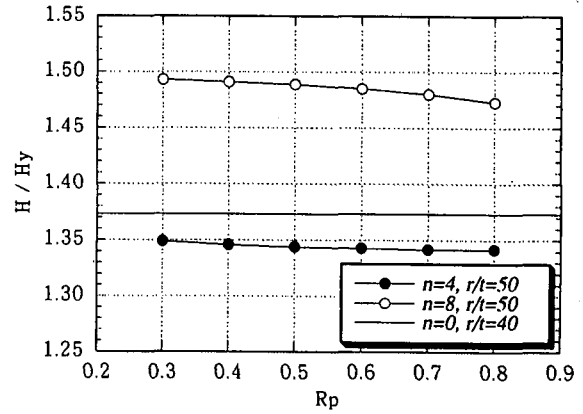


図-2 2 最大耐荷力の比較 (r/t=50, P/Py=0.15)

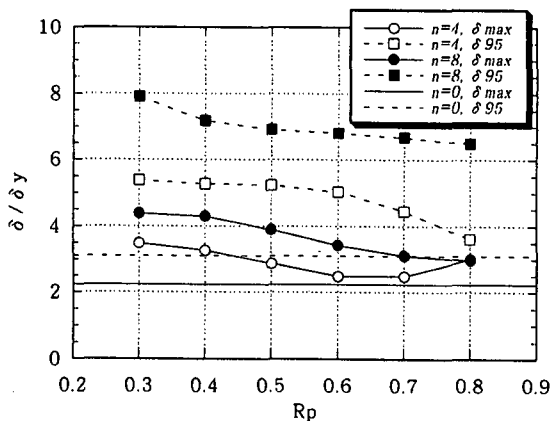


図-1 9 変形能の比較 (r/t=35, P/Py=0.15)

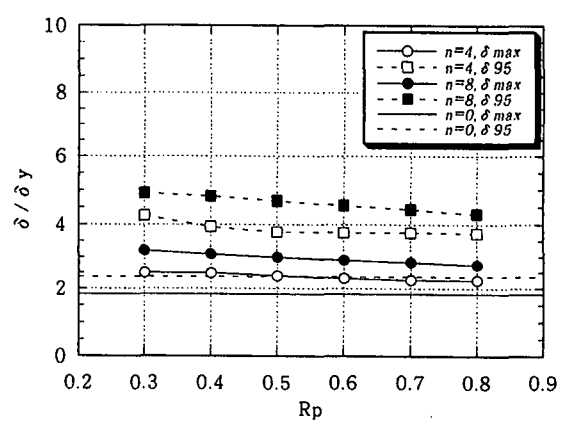


図-2 3 変形能の比較 (r/t=50, P/Py=0.15)

## 6. 結論

補剛材を有する円形断面鋼製橋脚の構造寸法パラメータからニューラルネットワークを利用して強度および変形能を推定することは可能で、最大耐力・95%耐力点における変位が特に精度よく予測可能である。95%耐力点で $5\delta_y$ を確保する補剛法に関して、以下のような結論が得られた。

- 1) 径厚比が 15~20 では、軸力比が 15%程度ならば優れた変形能を有するため、補剛材による補強は必要ない。
- 2) 径厚比が 35 程度では、軸力比や細長比が小さい橋脚柱に対しては、補剛材本数に関係なく補剛材の幅厚比は 0.8 程度で十分である。しかし、軸力比・細長比の大きな橋脚柱に対しては補剛材本数が 8 本もしくは 4 本で幅厚比を 0.4 程度に制限する必要がある。
- 3) 径厚比が 50 では、軸力比・細長比にかかわらず、補剛材本数は 8 本、幅厚比は 0.3 程度に制限する必要がある。

## 参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995 年 12 月。
- 2) 渡邊英一・前川義男・杉浦邦征・北根安雄：鋼橋の被害と耐震性、土木学会誌、Vol. 80(7)、1995 年 7 月、pp. 54-62。
- 3) 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術、1996 年 7 月。
- 4) 天野智之・渡邊英一・古田 均・杉浦邦征・宇都宮智昭：鋼製橋脚柱の荷重-変形特性および保有水平耐力に関する基礎的研究、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集、1992 年 5 月、pp. 73-74。
- 5) 山口 岳・渡邊英一・古田 均：円形断面鋼製橋脚柱の合理的耐震設計法に関する基礎的研究、土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集、I-104、1993 年 9 月、pp. 356-357。
- 6) 太田雅夫・渡邊英一・古田 均：円形断面鋼製橋脚柱の強度・変形能に関する実験的研究、土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集、I-24、1993 年 9 月、pp. 196-197。
- 7) 水谷慎吾・宇佐美勉・青木徹彦・伊藤義人・岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、土木学会、Vol. 42A、1996 年 3 月、pp. 105-114。
- 8) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析、土木学会論文集、No. 549/I-37、1996 年 10 月、pp. 205-219。
- 9) 伊藤義人・森正樹：極大地震時の円形断面鋼製橋脚の挙動に関する研究、鋼構造年次論文報告集、鋼構造協会、第 4 巻、1996 年 11 月、pp. 33-40。
- 10) 渡邊英一・杉浦邦征・宇都宮智昭・北根安雄：強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計、第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集、1990 年 12 月、pp. 1471-1476。
- 11) Hibbit, Karleson & Soresen, Inc. : ABAQUS User's Manual version 5.4, 1995.
- 12) 建設省・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書 (IV) —鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験一、1997 年 3 月。
- 13) 市川 紘：階層型ニューラルネットワーク (非線形問題解析への応用)、共立出版、1993 年 3 月。  
(1997 年 3 月 31 日受付)

# Assessment on Retrofitting of Circular Steel Bridge Piers by Longitudinal Stiffeners

Eiichi WATANABE, Kunitomo SUGIURA, Masahiko KITAZAWA, Yoshihira HORIE and Yoshihisa SAKAHIRA

Studied herein is a rational retrofitting method by longitudinal stiffeners for circular steel bridge piers. First of all, the strength and ductility of bridge piers varying parameters such as radius-to-thickness ratio, column slenderness ratio, number of longitudinal stiffeners are evaluated by elasto-plastic finite displacement analysis. Secondly, the simple estimation of strength and ductility for wide range of parameters can be carried out by neural-network construction. It is concluded that bridge piers with  $r/t$  ratio less than 20 may not need retrofitting by longitudinal stiffeners and those with  $r/t$  ratio more than 35 should be reinforced by stiffeners.